

佐布里橋(4径間連続箱桁橋)荷重分担について

山 田 邦 光*
坂 口 昌 彦*

1. はじめに

本橋は、愛知県名古屋市より車で1時間ほどの距離にある知多調整池(愛知用水公団の一連事業)を渡る橋で、施主および設計は愛知県(担当は水道部工業用水課)、施工は大成建設(株)名古屋支店(佐布里橋作業所)が行なったものであり、バウル・レオンハルト工法によってプレストレスを導入したPC連続橋である。なお、本橋梁は実施に先立って公団や県と協議の結果、応力測定を最初から意識して中間の隔壁を除いたり、断面のハンチ部をなくしたり等の新たなる多くの特色を持っている。

これらさまざまな特色を考慮し、その施工に伴い諸種の測定を行ない、施工時における安全性のチェックを行なうと同時に、施工完了時にこの箱桁の特性を調べるため偏心載荷荷重試験を行なったので、その報告とともに佐布里橋の構造概要および施工状況を報告する。

施工に関しては工程、支保工コンクリート、緊張の順序、導入力、鋼線伸び量等についての記録を挙げた。また、各種の測定や試験については測定計画、測定結果、試験計画、試験方法、試験結果、試験結果の理論値との比較を上げる。

2. 佐布里橋の構造概要

桁の概要は 図-1 に示す構造である。

橋 長：150 m
径 間 割：35.70+39.30+39.30+35.70 m
有効幅員：6.0 m 桁高 1.50 m
構造形式：ポストテンション方式プレストレスコンクリート箱型断面4径間連続箱桁
バウル・レオンハルト(Baur-Leonhardt)工法
下部構造：橋台2基 鉄筋コンクリート構造
橋脚3基 鉄筋コンクリート構造井筒基礎

緊張力：1600 t

1シーアあたりのPC鋼線は11列×12層のPCストランド
(ϕ 2.9 mm 7本より線、公称径 9.3 mm)

横断面構造：鉄筋コンクリート構造

桁 厚 0.40 m (0.50 m 支承付近)
上床板厚 0.20 m
下床板厚 0.15 m

橋 格：2等道路橋(TL-14)

a) 測定について 測定桁のコンクリート打設に始まり、プレストレス導入時におけるひずみ度測定および導入後における荷重増加によるひずみ度変化、さらにクリープ変化の測定を行ない、施工中における桁の安全性のチェックを行なうこと、また、載荷重によって桁の挙動を検討し、今後の資料とするため計画されたものである。

b) 測定器具

ひずみ計：カールソン型ひずみ計 26 個
計 器：カールソン型指示計

c) ひずみ計の種別および特性

名 称：カールソン計
形 式：CS-15 D
計 器 長：150 mm
最大直径：25 mm
測定範囲：圧縮 900×10^{-6}
引張 400×10^{-6}

d) ひずみ計の埋設位置(図-2)

なお、左側径間の1, 2, 21, 22の埋設位置は No. 4断面にあたる。

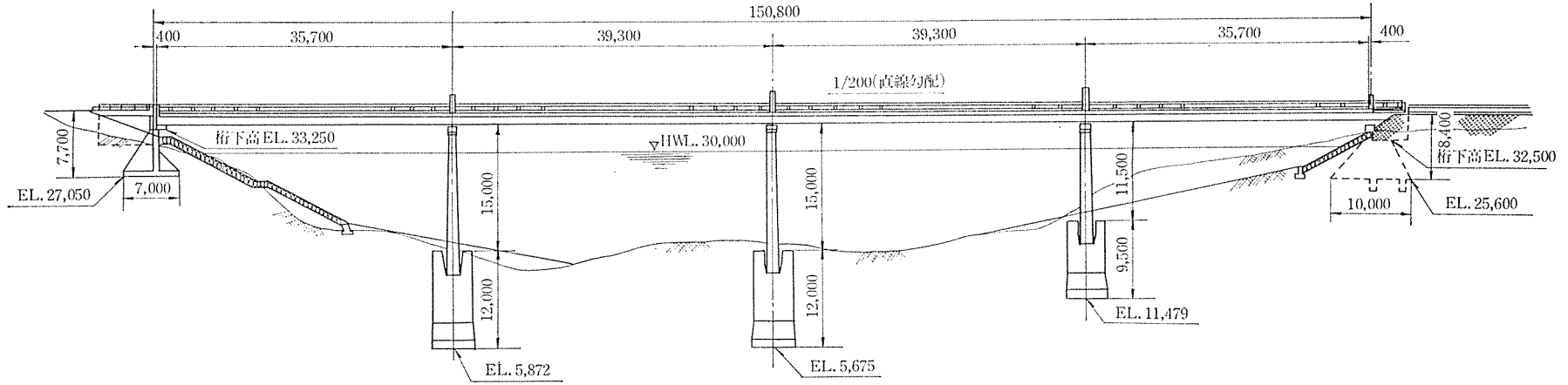
3. 施工概要

昭和39年11月27日より支保工の組立てを始めて以来昭和40年3月31日竣工まで約4カ月の工事である(表-1)。

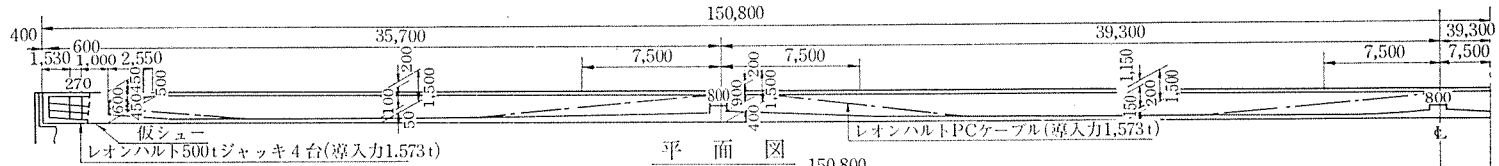
本橋は先にも述べたように、バウル・レオンハルト工

* 大成建設株式会社技術研究所

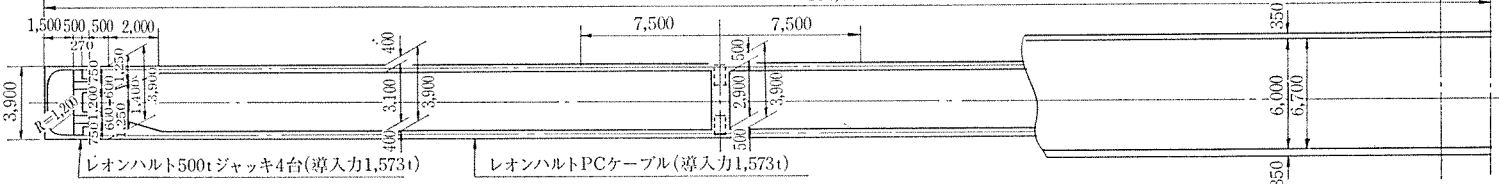
図-1
一般断面図



縦断面図



平面図



断面図

径間標準断面

内部支承附近断面

緊張端断面

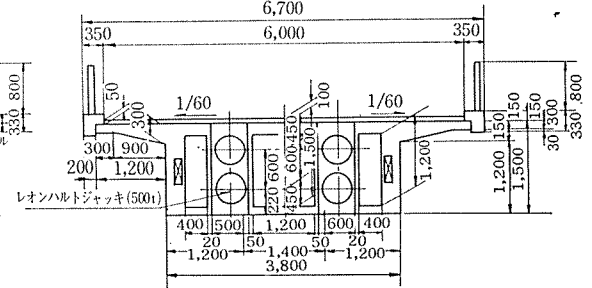
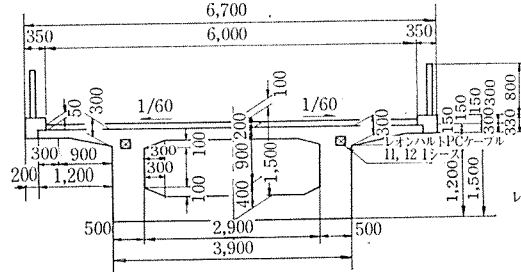
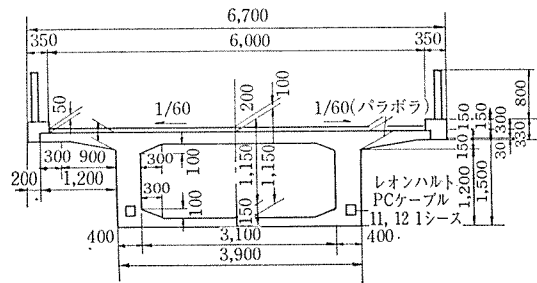
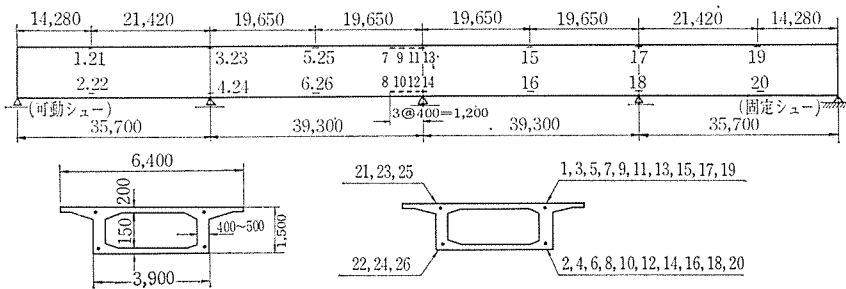


図-2 ひずみ計の埋設位置



法を採用した橋長 150.8 m、橋長 150.0 m の連続桁のレオンハルト工法によるプレストレストコンクリート構造の4径間連続桁橋が当時日本最長のものであった。緊張力 1 600 t を両端緊張として与えた。床板は鉄筋コンクリート構造で有効幅員は 6.00 m である。

支保工に対しては桁下が現場打ちコンクリートとしては 15 m と高いため、種々検討を加えた結果、支柱には鋼製サポート、ガーダーには I 型鋼を使用した。

型わくはコンクリートの打設時が2月の中旬になるので養生の関係より、木製型わくを使用するのが理想的であったが、本橋梁は一連のみで経済上不利であるので、養生は別に補なうとして鋼製型わくをできるだけ多く使用した。

PCケーブルは架設材運搬に使用した索道により配置した。ケーブル1シースあたりに入ったPC鋼より線本数はφ9.3mm PCストランド 11本×12層=132本である。この132本のケーブルが2主桁にそれぞれ1本ずつ配置されている。このケーブルが相当な重量になることと、温度変化によって支承上に設けられている屈曲部シースに負荷作用が生ずるので、所定の位置を確保するため、おのおのの屈曲部シース、また、とりわけ支承上の屈曲部シースの支持台は強固なものをを用いた。

使用鉄筋には下床板およびスターラップの一部は異形鉄筋とし、その他は普通の丸鋼棒である。

コンクリートはレディミクストコンクリートを使用

表-1 佐布里橋上部工実施工程表

工種	11月		12月			1月			2月			3月		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
支保工組立	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9
解体														
型わく組立			14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
撤去														
鉄筋加工	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
組立	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
シース取付	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
蓋付	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
鋼線布設	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
コンクリート	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
緊張工	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
注入工	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
高欄取付	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
型わく	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
コンクリート	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
塗装	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
舗装	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
伸縮継手	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

し、コンクリートの打設にあたってはコンクリートタワー1基を使用して、1月31日に緊張部のコンクリート打設を終了した。

プレストレスの導入にあたってはコンクリートの材令を見はからって、全緊張力 1 600 t を3回に分けて使用した。ジャッキは 500 t、ジャッキ片側で4台、合計8台および電動ポンプ2台を使用した。

緊張時にはPC鋼線の伸び量、油圧計を慎重に観測して本ケーブルの摩擦係数を確認して、最終緊張力を決めた。

グラウトの注入はドイツ製ミキソプレスにより行なった。セメントミルクの配合は w/c=40%、普通ポルトランドセメント使用、ポゾリス No. 8=0.25%、アルミ粉末 0.003% を混入した。さらに地覆、舗装、高欄の施工を終了して無事竣工した。

4. 支保工について

支保工の基礎に対して盛土の部分には木杭を使用して十分に固い支持層まで打ち込み、切土の部分には広いベースを作って、ベタ基礎とした支柱には鋼製サポートを使用し、荷重としては上載荷重と風荷重を考えに入れた。サポートの合計高さが 15 m もあるので、ほとんど座屈によって決められ、したがって、橋台近くにある低いサポートは本数が少なくなっている。

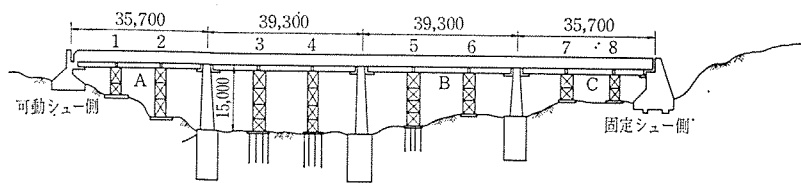
ガーダーには I 型鋼 600 mm (長さ 11.0 m) を橋軸方向に7本ならべた。また、このガーダーとガーダーとを凹型鋼で溶接して連絡を保った。さらに I 型鋼のたわみ量を小さくするために応力度は小さくおさえた。

支保工の沈下に対する上げ越し量の調整は、プレストレス導入後の支保工の解体等の目的で、I 型鋼と支柱天端の間に 25 t ジャーナルジャッキを数多く配置し行なった。

緊張時には仮シュー方式を採用してプレストレスを与えた。仮シューの支柱には尺角2本をボルト締めして、一体として橋台のベースに2本の支柱を立てた。

仮シューの構造としては鋼板2枚を使用して、間にグリスを塗って桁の変形を拘束しないようにし、またプレストレスを与えるにしたがって桁自重が支柱にかかってくるので、支柱の沈下に対する調整のため

図-4



に 200 t ジャッキを、おのおのの支柱の天端に設置して調整を行なった。

コンクリートの打設時における支保工の沈下を測定するため、図-3 に示した位置において下床板腹部コンクリートの打設を行ない上床板コンクリートの打設終了後に支保工の沈下測定を行なった。

1~8 の測定は鋼製サポート上の I 型鋼に測定点を設けた。また、I 型鋼のたわみ量をも測定するために A, B, C の 3 点でレベルを使用し、測定時期は各項目ともにコンクリート打設後 1 日経過で測定した。なお、仮支柱の基礎は No. 3~No. 5 は杭基礎, No. 1~2, No. 6~8 はベタ基礎である。また、表-2 において“左”あるいは“右”は可動シュー側より固定シュー側に向ってである。

表-2

(単位: mm)

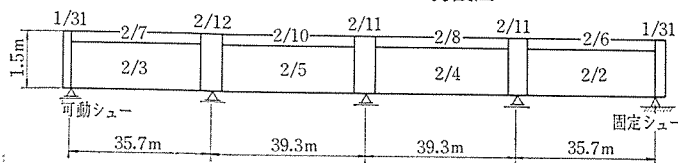
	No. 1	A	No. 2	No. 3		No. 4		No. 5		B	No. 6		No. 7		C	No. 8
				左	右	左	右	左	右		左	右				
仮定沈下量	ならしバタ角の変位	1		1	1	1	1	1	1		1	1	1		1	
	I 形鋼とならし角	1		1	1	1	1	1	1		1	1	1		1	
	鋼製サポートの変位	1		2	2	2	2	2	2		2	2	1		1	
	I 形鋼のたわみ		10							10				10		
	基礎杭の沈下	(10)		(10)	15	15	15	15	15	15		(10)	(10)		(10)	
	部材間縫目のなじみ	14		14	10	10	12	12	10	10		14	22	14		14
計	27		28	29	29	31	31	29	29		28	36	27		27	
20% 増合計	32		34	35	35	37	37	35	35		34	43	32		32	
測定沈下量	下床板	3	2	3	5	5	5	5	5	5	3.5	3	2	3	3	3
	腹部コンクリート	5	7	7	12	?	11	?	4	9	6	1	2	5	6	7
	上床板コンクリート	5	7	7	12	?	11	?	4	9	6	1	2	5	6	7
合計沈下量	8	9	10	17	?	16	?	12	14	11	4.5	5	7	9	10	

5. コンクリートについて

コンクリートはレディミックスド コンクリートで、主桁用として $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$, 緊張ブロック用として $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ を使用した。

配合設計にあたっては数回の試験配合を行ない、その結果に基づいて配合を決定した。使用セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材は長良川産、細骨材には木曾

図-5 コンクリートの打設図



川, 矢作川産を使用した。

次にコンクリートの打設区割および日時を 図-5 に示すが、まず下床版とウェブのコンクリートは一体打設とし、次に上床版のコンクリート打設、最後に支承上横桁のコンクリートを打設した。

(1) コンクリートの弾性係数 E_c

採用する弾性係数は、設計計算書よりプレストレス導入時および設計時に生ずる桁の応力度を調べると 50 kg/cm^2 内外であるので、テストピースよりこの応力度に相当する荷重 10 t (57 kg/cm^2) に対して弾性係数を求めた。

測定の結果、弾性係数は $E_c=2.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ で、プレストレス導入直後における測定ひずみ度の応力度換算には、この値を採用した。ただし、鉄筋の影響を考慮して桁としての弾性係数を求めれば次のとおりである。

SS 41 $\phi 16$ 14 本

SS 41 $\phi 13$ 54 本

$A_c=2840 \text{ m}^2$

$A_s=1327 \times 54 + 2011 \times 14$

$=71.7 + 28.1$

$=99.8 \text{ cm}^2 \approx 100 \text{ cm}^2$

桁としての弾性係数 E_m は

$$E_m = \frac{A_s E_s + A_c E_c}{\Sigma A}$$

$$= \frac{100 \times 2.1 \times 10^6 + 2840 \times 10^4 \times 2800 \times 10^5}{100 + 2840 \times 10^4}$$

$$= 2.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

テストピースに関して

製作年月日 40 年 2 月 7 日

試験年月日 40 年 2 月 20 日

$c/w=0.36$ 養生=現場養生

$S=6.2 \text{ cm}$ $A=4\%$

最大骨材=40 mm $w=12.56 \text{ kg}$

c 量=390 kg/cm^2 $\sigma_7=273 \text{ kg/cm}^2$

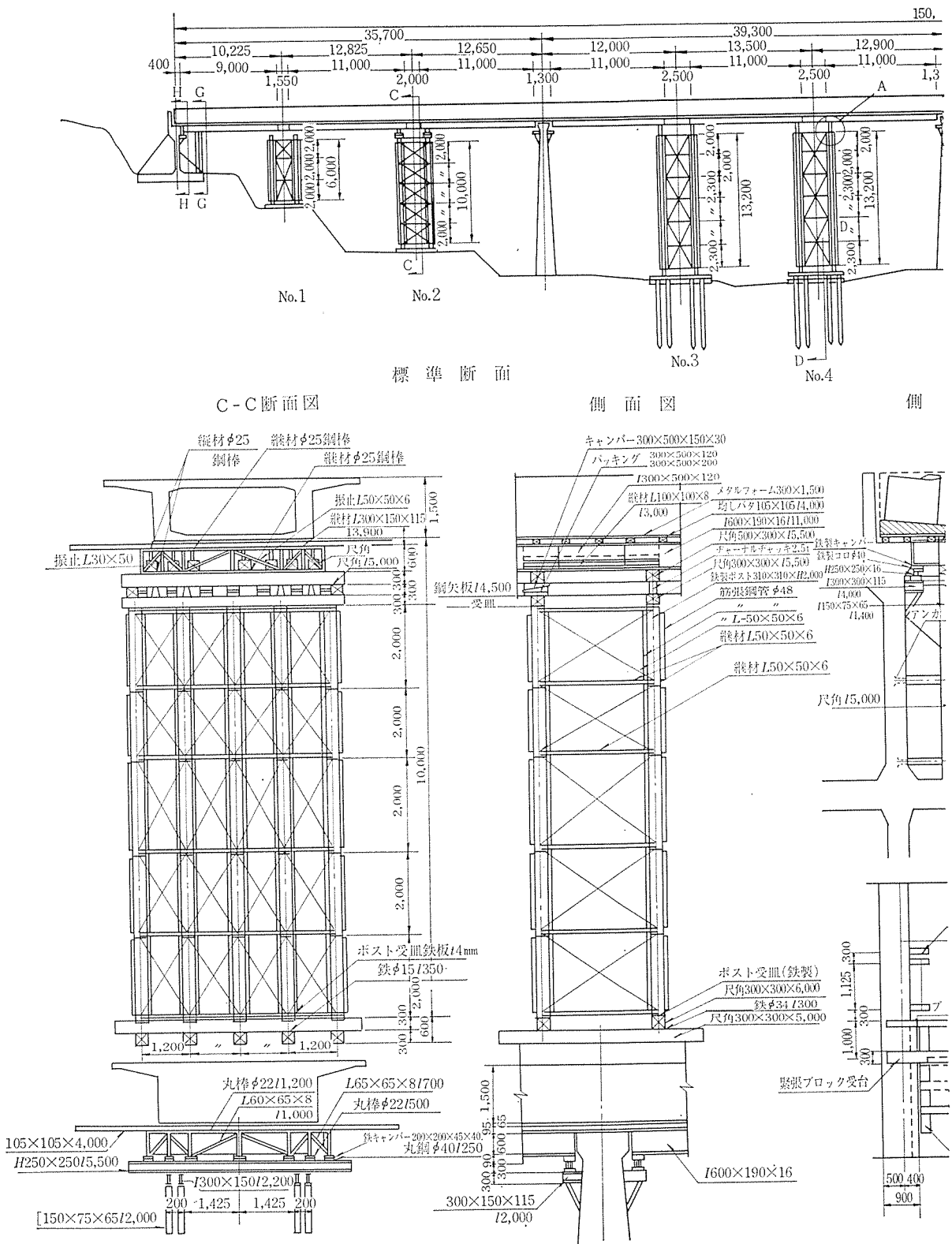
$\sigma_{13}=345 \text{ kg/cm}^2$

6. プレストレスの導入について

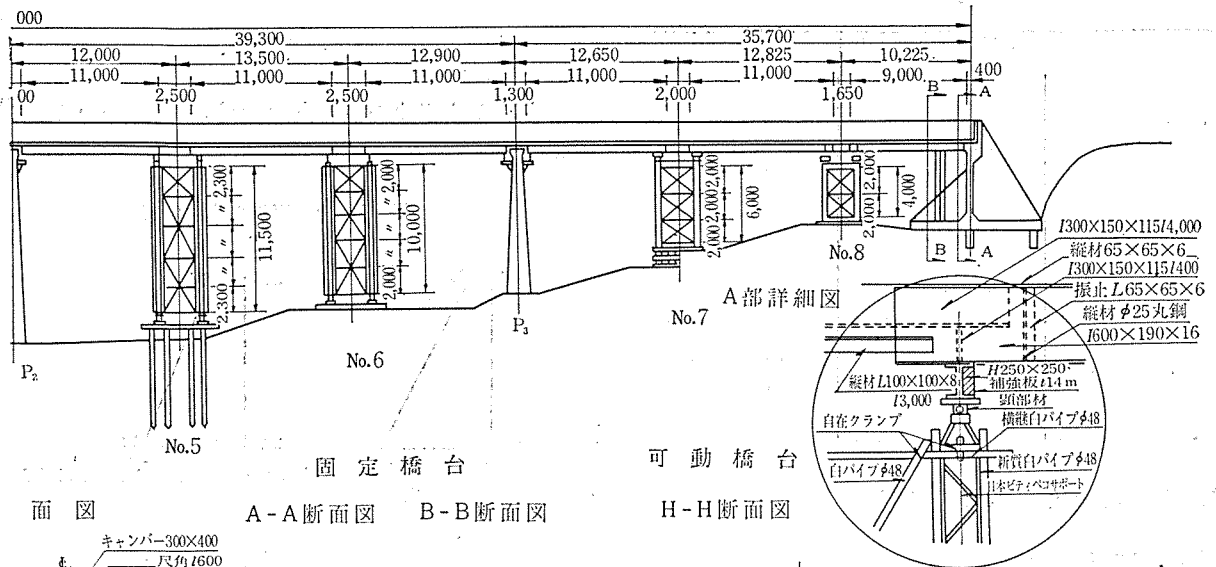
緊張はあらかじめ計画された緊張計画にしたがってコンクリートの材令を基として、3 回に分けて緊張を行ない。数種の厚さのコンクリートブロックを用いてジャッキを盛りかえながら行なった。最終回には 500 t ジャッキ 4 台 (片側で) を使用して 1600 t の緊張力を与えた。

緊張は両端緊張で行なうが、対称構造であるから片側のみ緊張を行なった場合には、緊張ブロックが

支保工計画



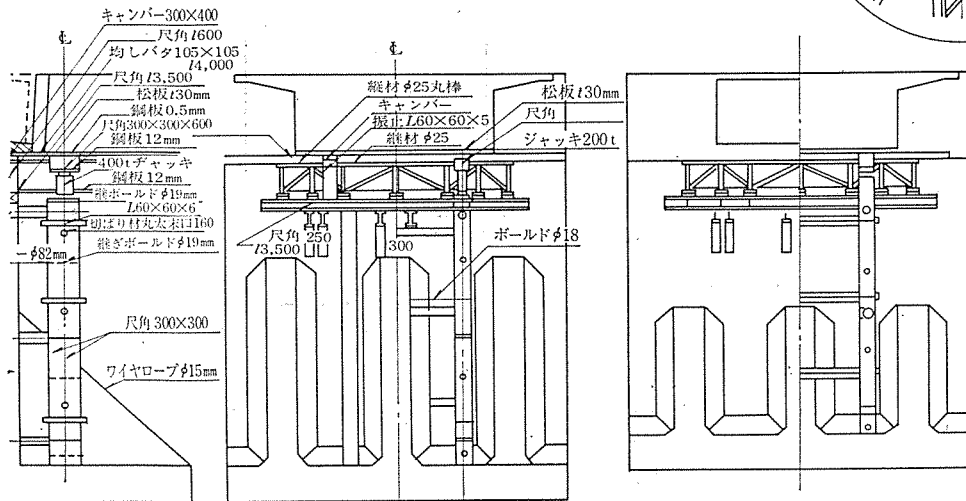
一般図



面図

A-A断面図 B-B断面図

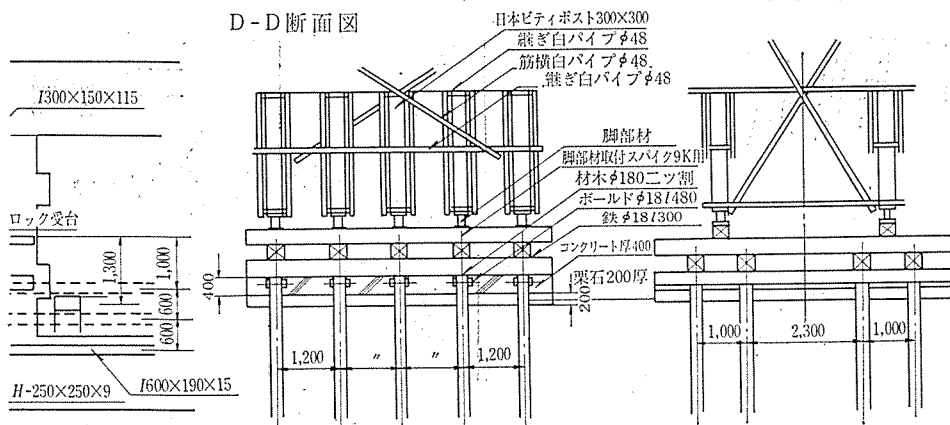
H-H断面図



G-G断面図

D-D断面図

側面図



報 告

桁の外にはみでることも考えられるため、十分に検討を加え、できるだけ両端の伸び量が同一になるように緊張力の分割および順序を決めた(表-3)。

表-3

	可動シュー側緊張力 (順序)	固定シュー側緊張力 (順序)
1 次 緊 張	50 (1-1)	50 (1-4)
	100 (1-2)	175 (1-5)
	225 (1-3)	300 (1-6)
	489 (1-8)	450 (1-7)
2 次 緊 張	630 (2-1)	700 (2-3)
	725 (2-2)	800 (2-4)
	860 (2-7)	900 (2-5)
	1057 (2-8)	1057 (2-6)
3 次 緊 張	1200 (3-1)	1300 (3-3)
	1287 (3-2)	1500 (3-4)
	1500 (3-6)	1573 (3-5)
	1600 (3-7)	

7. 測定による応力度の検討

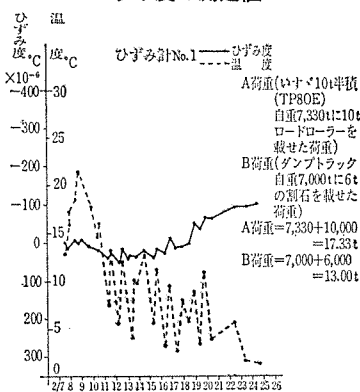
(1) ひずみ度測定

測定はコンクリート打設後ただちに始め、測定時としては朝(7:00)、昼(13:00)、夕(17:00)の1日3回測定することを原則とした。

測定したコンクリートのひずみ度の一例を図-6に示す。コンクリート打設時期の温度がこの地方で最も低い

時期にあたるため、コンクリート温度の測定結果には十分注意を払い、所定の養生温度に達しない場合には、さらに養生温度を上げることを計画し、なお、鉄筋コンクリート標準示方書78条養生(2)8『養生期間中の温度はコンクリート打込

図-6 コンクリートの温度ひずみ度の測定値



み後、少なくとも3日間確実に10°C以上に保たなければならない。』の規定をほぼ満足されるように行なった。また、77条(3)『コンクリートの温度は、打込みのとき10°C以上でなければならないが、これに対しては二、三カ所の測定点より10°Cを少し下回ったところもあったが、打設後直ちに上昇したため問題とはしなかった(このときの養生方法は桁下面に“わら”を50cmほど厚く敷き、桁側をシートでおおった)。

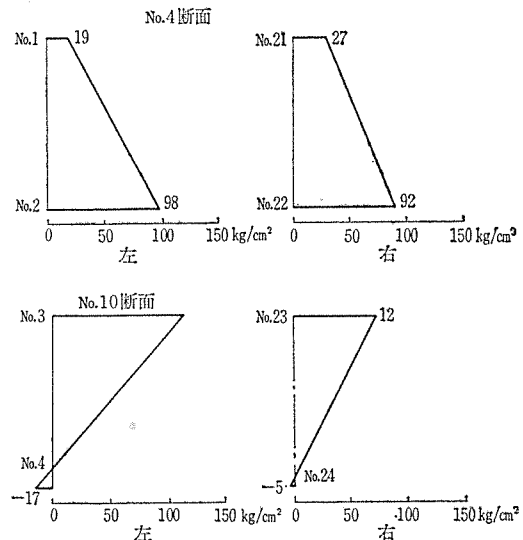
(2) 緊張時におけるコンクリートのひずみ度変化およびプレストレス導入直後における測定応力度

プレストレスおよび桁の自重によるコンクリートの弾

性ひずみ度を整理するにあたり、緊張作業はそれぞれ午前8時~午後6時までには終了しているが、桁の変形は多少遅れて生ずる傾向があるため、採用するひずみ度としては午前7時に測定したひずみ度と、翌日の午前7時に測定したひずみ度との差をおのおのの緊張によって生じた弾性ひずみ度とした。

(3) プレストレス導入直後における測定応力度分布

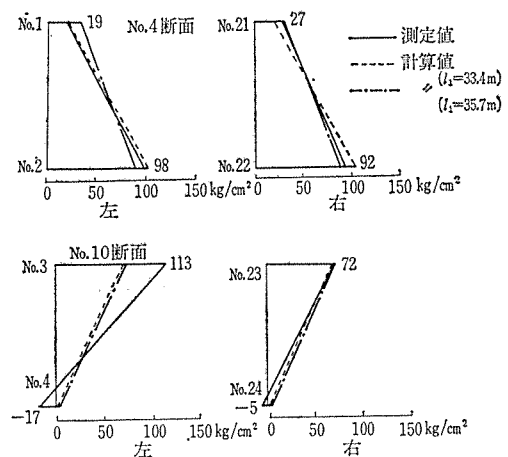
図-7 導入直後の応力分布



プレストレス導入直後における計算応力度は、設計計算書を多少現場の施工状況に対応させ、補正して求めた。

次にプレストレス導入直後における応力度分布を測定値と計算値の比較の形で示すと図-8のとおりである。

図-8 測定値と計算値の応力分布



8. 載荷試験における計算値と測定値に関して

(1) 計算値に関して

試験値と理論値を比較するにあたってはNo. 4の断

面における各点の応力分布という形で示す。

載荷重による曲げモーメントの計算値は3連モーメント法によって計算し、この場合、弾性沈下を認めないものとして計算されている。No. 4の曲げモーメントは $M_4=167 \text{ t}\cdot\text{m}$ で、そのときの縁応力度は $\sigma_{CO}=+115 \text{ t/m}^2$, $\sigma_{Cu}=-161 \text{ t/m}^2$ となる。

次に偏心載荷により桁にねじれによる応力が生ずるとして曲げねじれ応力を求める。まず断面の各剛性は次のとおりである。

曲げ剛性 $EI=2.45 \times 10^{-5} \text{ t}\cdot\text{m}^2$

ねじり剛性 $K=GJ_D$

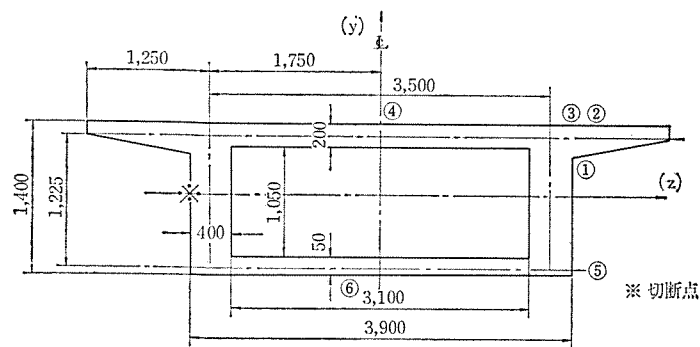
ここで

$$K=G4F^2/\phi \frac{ds}{t} + \sum G r_i b_i t^3 \quad (\because C=\phi \frac{1}{t} ds)$$

$$K=2.3589 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$K=G4F^2/\phi \frac{ds}{t} + \sum G r_i b_i t^3$ のうち $4F^2/\phi \frac{ds}{t}$ は閉断面のねじり剛性で断面の閉部を示し、 $G r_i b_i t^3$ はサンブナントのねじり剛性である。実際問題としてサンブナントのねじり剛性は、閉断面のねじり抵抗に対して無視できるくらい小さい。すなわち、閉断面の張出床板部が、ねじりに対して抵抗する能力をほとんど有さな

図-9 桁断面図



い。

次にせん断中心は、上床板からせん断中心 S までの距離を h とすれば、

$$h=M/Q = \int qhr_c ds/Q$$

$$S_1 \phi \frac{ds}{t} + \phi \frac{\bar{q}}{t} ds = 0$$

$$S_1 = -\phi \frac{\bar{a}_t}{t} ds / \phi \frac{1}{t} ds = -4968.94 \theta/I$$

$$I/\theta \int qhr_c ds = -22091386624.5 I/Q$$

$$e = -40.28$$

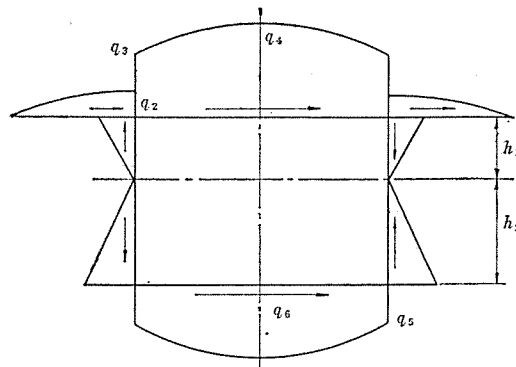
また、反り関数、および曲げねじり剛性は次のとおりである。

$$W_s = -\int_0^s r_s ds + \int_0^s \bar{q}/t ds$$

$$\bar{q} = 2F/\phi \frac{ds}{t} = 1826.02$$

関数の値 w_s は後に σ_2 を求めるところで示す。

図-10 q の分布



$$C_w = \int_F \frac{W_s^2}{n} t \cdot ds$$

W_s は各壁間においては直線分布するので

$$\int_{i-1}^i \frac{W_s^2}{n} t \cdot ds = \frac{t_i}{n} \int_0^{s_i} \left(w_{i-1} + \frac{w_i - w_{i-1}}{s_i} s \right)^2 ds$$

$$= \frac{t_i}{3n} s_i (W_{i-1} W_i + W_i^2 + W_{i-1}^2)$$

$$C_w = 1104 \times 10^{12} \text{ cm}^6$$

剛比

$$\beta = \sqrt{GJ_D/EC_w}$$

$$GJ_D = K = 2359 \times 10^6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$E = 3.5 \times 10^5$$

$$C_w = 1104 \times 10^{12} \text{ cm}^6$$

$$\beta = 0.7815 (1/\text{m}), \quad \alpha = \frac{\beta}{2} l$$

とする。

ねじりによる応力 σ_2

$$\sigma_2 = M_w \frac{W_s}{C_w}$$

M_w は Lindenberg によって示された3径間連続桁の不静定ねじりより4径間連続のねじりを展開させて次の式を得た。これに試験時の載荷重、位置等その他の断面定数等を代入して曲げねじりモーメント M_w を求めた。

$$M_w = D/\beta (\sin \beta a \cdot \sinh \beta x_1 / \sinh 2\alpha) + X_1 M_{w0} (\sinh \beta b + \sinh \beta a / \sinh 2\alpha) + X_2 M_{w0} (\sinh \beta a / \sinh 2\alpha) + X_3 M_{w0} (\sinh \beta b - \sinh \beta a / \sinh 2\alpha)$$

$$M_w = \sum M_w + \sum X_i M_{w0} = 7.92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$H_{w0} = D \frac{ab}{e}$$

$$\sigma_2 = M_w W_s / C_w = W_s \times 7.82 / 1.104 = 7.0739 W_s$$

(2) 測定値に関して

プレストレス導入時の測定値および隔壁のない箱桁と

表-4 ねじりによる応力 σ_2

	W_s	σ_2
0~1	0.8929	6.3055
1~2	0.3894	2.7535
3~4	-0.6917	-4.8922
4~5	0	0

図-11

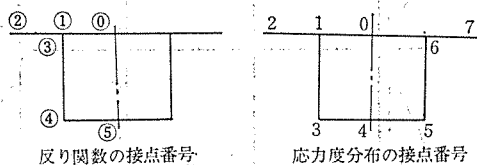
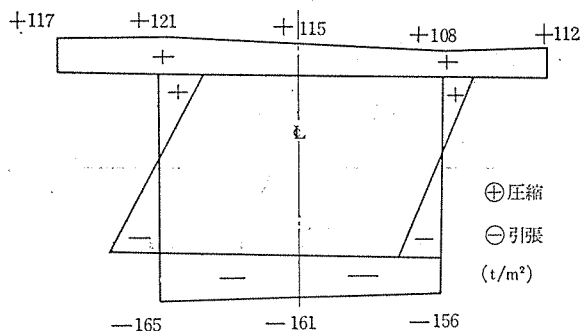


図-12 $\sigma_1 + \sigma_2$ の図



しての荷重分担に対しての桁の安全性を確認する目的で試験を行なったものであるが、載荷重が不足したために桁に生ずるひずみ度は小さく、したがって、測定精度は悪くなり、期待どおりにはいかなかった。また、載荷重およびその位置を数種類変化させたが、荷重の小さい場合に対しては精度が悪いため、これを除いて考えることにした。

したがって、試験結果を示すにあたり 11 ケースの載荷状態中一番桁に生ずるひずみ度の大きなものを示す。

(3) 測定種別および載荷位置

載荷による上下縁応力度測定値

表-5 上下縁測定ひずみ度 (10^{-6})

	4		10		15		20		15'		10'		4'	
	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u	ϵ_0	ϵ_u
右	+28	-39	-11	+8	-11	+11								
左	+34	-44	-11	+13	-11	+12								

表-6 上下縁測定応力度 (t/m^2)

	4		10		15		20		15'		10'		4'	
	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u
右	100	-144	-40	30	-40	40								
左	126	-163	-40	48	-40	44								

載荷における測定値および計算値に対する応力度の比較

載荷試験結果の下縁側応力度に対して a, b 桁における値、理論計算の下縁側応力度に対して a, b 桁における値を図示すると 図-15 のとおりである。

試験値 $\sigma_c(L) = -16.3 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c(R) = -14.4 \text{ kg/cm}^2$

計算値 $\sigma_c(L) = -16.6 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c(R) = -15.6 \text{ kg/cm}^2$

む す び

以上測定値と計算値との比較でわかるように箱桁としての特性が非常に良く出ており、本橋の構造支承上以外には隔壁が入っていないので、これは完全に上床板、下床板で主桁を継いだ閉断面としての曲げねじれ剛性による

図-13 載荷重位置 (第1径間)

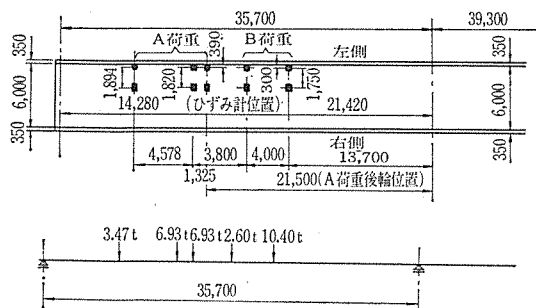


図-14 載荷重試験

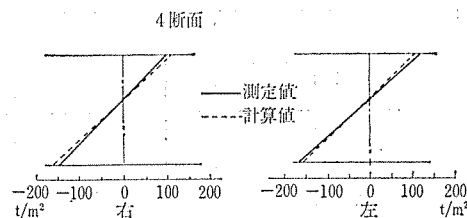
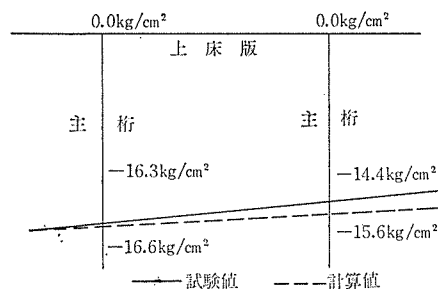


図-15



影響であり、理論値ともよく合い、閉断面桁は非常に荷重分配が良いということが出来る。なお、合計約 30 t の偏心荷重を第1径間に載荷したが、桁としての性能上不都合なところは存在せず、十分安全性の高いPC橋梁であるということも確認された。

1971.8.21・受付